

# 波力を受ける構造物と海底地盤の動的挙動

善 功 企

## 1. ま え が き

波と構造物と海底地盤の動的問題に関する研究については、従来あまり多く行われておらず、1970年代の海洋における石油掘削ブームを契機に、欧米において精力的に行われたというのが現状である。このような背景から、ここでは、波と構造物と海底地盤の相互作用という観点から、波の繰返し作用を受ける海底地盤の挙動に関する既往の研究・報告のいくつかについてレビューし、あわせて筆者らの行った若干の研究について述べることにする。なお、ここで対象としている実際の現象としては、波による海底地盤の円形すべり破壊、せん断破壊、液状化、洗掘現象、捨石堤の引張り破壊などである。

## 2. 波の変動と海底地盤の挙動

### (1) 波による粘土地盤の円形すべり破壊

海底地盤の安定問題に波力の影響を考慮した研究は、Henkel<sup>1)</sup>(1970)によって最初に行われた。この研究は、ミシシッピ河口周辺の未圧密粘土からなる海底におけるすべり破壊が、必ずしも重力のみに起因するというそれまでの説(Terzaghi<sup>2)</sup>, 1956) だけでは説明のつかないことから、波の周期性による海底面の圧力差を考慮して、全応力法による円形すべり計算を実施したものである。図-1

は、円形すべり計算にあたって用いられた波力とすべり面の関係を示したもので、解析にあたっては次の主要な仮定をもうけている。1) 海底面に作用する水圧は、微小振幅波理論により求められる、2) 海底面上の水圧に対して海底地盤は剛な挙動を示すものとする、3) 地盤の非排水条件がみたされる、4) 波の繰返しの影響は考慮せず静的解析が適用可

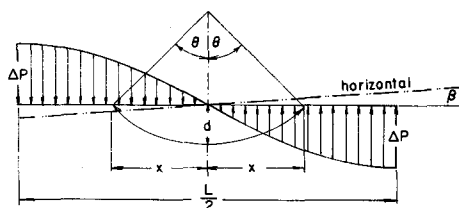


図-1 解析に用いられたすべり面

能などである。これらの仮定のもとに、地盤の塑性平衡状態における滑動モーメントと抵抗モーメントが釣り合う場合を考え、ミシシッピ河口の実際の粘土地盤を対象に、圧密による強度増加率  $C_r = 0.04$ 、水中単位体積重量  $\gamma' = 0.64 \text{ tf/m}^3$ 、海底勾配  $\beta = 0.008$ 、および波長  $L = 60 \text{ m}, 120 \text{ m}, 180 \text{ m}$  を与えて、波による海底面上の変動水圧振幅  $\Delta p$  とすべり円の深さ  $d$  の関係を求めた結果が図-2である。図-2によれば、非常に浅いすべりや、波長の短い波に対しては、 $\Delta p$  が  $0.25 \text{ tf/m}^2$  程度ですべり破壊が発生すること、すべり円の深さが  $50 \text{ m}$  にもおよぶすべり破壊が発生するためには、 $\Delta p$  が

$2.5 \text{ tf/m}^2$  の波圧が必要であることがわかる。実際の波により海底面に作用する波力 $\Delta p$ については、微小振幅波理論を用いて Wiegel (1964) が作成した表を用いると図-3が得られる。波高9m, 波長180m, 周期10.9秒の深海波を考えると, 水深が3~60mの範囲では,  $\Delta p \geq 1 \text{ tf/m}^2$ , 特に, 水深15mでは,  $\Delta p = 3 \text{ tf/m}^2$  にも達することから, ミシシッピ河口における緩勾配の海底地盤のすべり破壊が波によって起りうることが結論づけられている。

## (2) 波による粘土地盤中の応力および変位

Wright - Dunham<sup>3)</sup> (1972) は, ミシシッピ河口を襲ったハリケーン "Camilli" (1969年) により被災したプラットホームの被災原因に関する研究のなかで, Henkelと同様なモデルを用いて海底地盤中の応力および変位を求めている。解析方法は, 非線型有限要素法を用いて平面ひずみ条件のもとで数値解を求めている。解析に用いられた応力~ひずみ曲線は双曲線近似によるものである。応力~ひずみ曲線を規定するパラメータとして, 次の

2つを考えており, ケース(1)は, 初期変形係数 $E_i = 300 C_u$ , 破壊ひずみ $r_f = 15\%$ , および, ケース(2)は, 初期変形係数 $E_i = 100 C_u$ , 破壊ひずみ $r_f = 5\%$ を用いている。ここに,  $C_u$  は非排水せん断強度である。波による海底地盤面の水圧振幅 $\Delta p$ は,  $24.4, 29.3, 34.2 \text{ tf/m}^2$  を用いてる。図-4は,  $\Delta p = 29.3 \text{ tf/m}^2$  の場合における地盤の非排水強度に対する発生せん断応力の割合の深度分布を示したもので, 深さ30m程度ではこの割合はほぼ一定の値となっている。また, ケース(1), ケース(2)における最大せん断応力は, それぞれ非排水せん断強度の80%, 92%となることが示されている。また,  $\Delta p = 29.3 \text{ tf/m}^2$  に対する最大変位量を求めると, 深さ19.5mにおいて約0.6~1.2mの変位が, 深さ60mにおいても, 0.15~0.3mの変位が得られている。なお,  $\Delta p = 34.2 \text{ tf/m}^2$  の場合には, 深さ30m以浅において発生せん断応力が非排水せん断強度よりも大きく, 地盤が破壊するという結果が得られている。Bea - Arnord<sup>4)</sup> (1973) は, 非排水せん断強度のハリケーン前後の比較を行ない, 図-5に示すように深さ27m前後において著しい強度の低下が生じていることを示している。

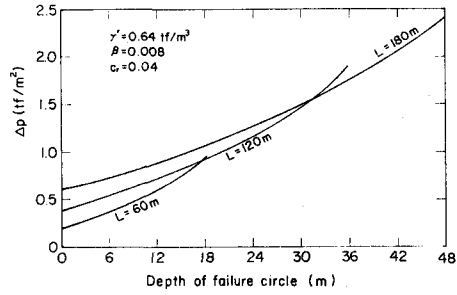


図-2 種々の波長に対する $\Delta p$ とすべり破壊面の最大深度

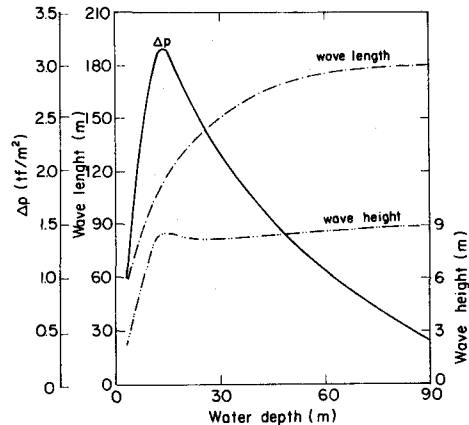


図-3 水深と波高, 波長,  $\Delta p$ の関係

### 3. 波に対する捨石防波堤の挙動

捨石防波堤に波が作用した場合の捨石およびその基礎地盤の挙動に関しては山内ら<sup>5),6)</sup>(1977a, 1977b)の研究がある。これは、図-6に示す防波堤モデルに衝撃圧および碎波圧が作用したときの挙動を静的・動的な観点から明らかにしたものである。動的解析手法としては、空間に対しては有限要素法を適用し、時間に対しては modal analysis と1自由度系の解析解の結合型を考え、また、捨石および基礎地盤とも弾性体として取扱っている。動的解析の必要性について検討された結果、衝撃の作用時間 $\tau_p$ と捨石防波堤系の固有周期 $T_n$ の比 $\tau_p/T_n$ が1.0の場合には、減衰の有無に関係なく動的解析を必要とすること、 $\tau_p/T_n = 2.0$ の場合には、動的解析が必要ないことが示されている。また、このことから、 $T_n = 0.1$  s と仮定すると、衝撃圧が1割勾配の捨石防波堤に作用する場合には動的解析が必要であり、碎波圧が作用する場合には静的解析でよいとされている。図-7は、衝撃圧が作用した場合の応力状態を示したものである。図-7に示されるように、最大せん断応力は、応答変位の最大時( $t = 0.07$ 秒)に港内側で最大となり、逆位相最大時( $t = 0.13$ 秒)では、港外側法先部において最大値がみられている。また、前者の場合、港外側法先部において、後者の場合、港内側法先部において引張り応力領域の発生している点は興味深い。以上の研究は、捨石防波堤内部に発生する波による間隙水圧は考慮しないいわば全応力法による解析結果である。一方、間隙水圧に着目した研究として、大型のコンクリートブロック被覆工の被災原因に関

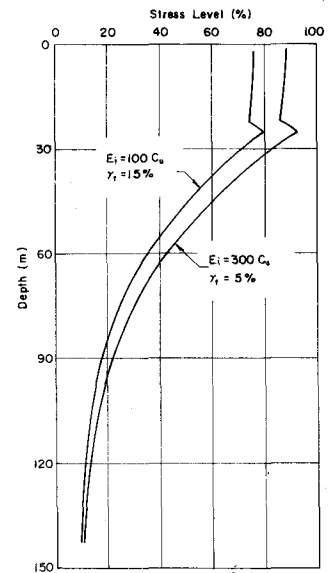


図-4 非線形有限要素解析によるせん断応力レベルの深度分布

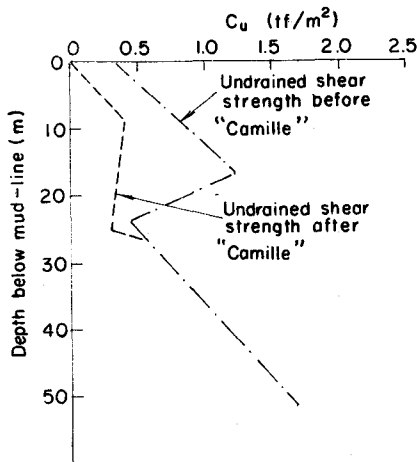


図-5 せん断強度の変化状況

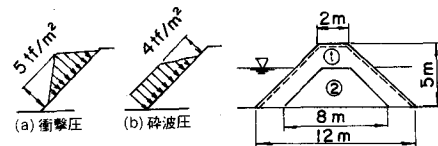


図-6 堤体形状と波圧分布

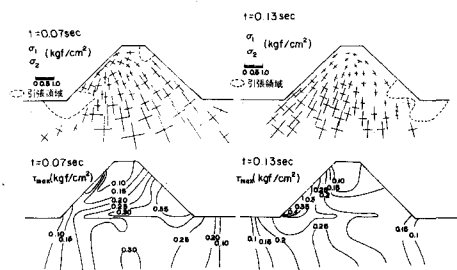


図-7 衝撃圧作用時の応力状態

連した研究があり、ブロック中の間隙水圧の急増が被災の一因ではないかという説 (Harlow<sup>7)</sup>, 1980) や、被覆工の液状化の可能性、および、液状化のような状態が起こりうるとすれば、このような現象を室内実験では再現できないことから、水理実験に基礎を置く現在の捨石防波堤の設計規準は修正されなければならないという説がある。(Costa<sup>8)</sup>, 1983)。

#### 4. 波により発生する海底地盤中の過剰間隙水圧と地盤の破壊

##### (1) 波による過剰間隙水圧の特性

これまで波と海底地盤の問題について述べてきたが、波の作用を受ける海底地盤の取り扱い方として、海底地盤中の間隙水圧を考慮しない全応力にもとづくものが主体であった。有効応力にもとづく考えでは、地盤中の土のせん断強度  $\tau_s$  は、粘着力  $c'$ 、内部摩擦角  $\phi'$ 、有効上載荷重  $\sigma_v'$ 、過剰間隙水圧  $u_w$  とすると、

$$\tau_s = c' + (\sigma_v' - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (1)$$

で表される。堆積作用の激しい海底の未圧密地盤や、何らかの外力により過剰間隙水圧が発生している地盤では  $u_w > 0$  となりせん断強度は減少することから、地盤中の過剰間隙水圧を考慮しないで、通常の静的試験から求められる  $\phi'$  を用いた場合には危険側の結果を与える。海洋における波と海底地盤の問題は、動的問題と静的問題にまたがる問題として把握されるので、従来の静的問題のように地盤の排水条件を完全に排水状態および非排水状態に分けることはできない。本来、地盤の排水条件は外力の載荷速度との関連において決定されるべきものであると考えられ、特に、海洋における波のように、地震波に比較して周期が大きく繰返し波数も多い波に対しては、これらの外力の特性と関連した海底地盤中の過剰間隙水圧の挙動を把握しなければならない。

波と海底地盤の相互作用を取り扱うにあたって、海底地盤中の過剰間隙水圧に着目する場合には、過剰間隙水圧特性の異なる2つの現象に分けて考える必要がある。1つは、(a) 波の変動によって海底地盤中の間隙水圧の変動に位相差が生じ、いわゆる見かけ上の過剰間隙水圧が発生する場合、他の1つは、(b) 波による外力が防波堤やプラットフォーム、パイプラインなどの海洋構造物に作用し、構造物を通して海底地盤に伝達される力により生じる地盤中のひずみに対応する過剰間隙水圧が発生する場合である。

図-8は、波の変動が直接海底地盤に作用するケース(a)の場合の地盤中の間隙水圧の変動を示したものである。海底面の変動水圧は、地盤の下方へいくにつれて位相差をもって伝達されるので、この位相差によって海底地盤中の有効応力が変動する。図-8の場合では、海底面に作用する水圧  $p_0$  と地盤中の間隙水圧  $p_m$  の差によって、鉛直方向の有効応力は  $\pm (p_0 - p_m)$  の変動をする。波の変動による間隙水圧が海底地盤中の間隙水圧の伝播速度に比較して極めて緩やかである場合には、間隙水圧の位相差は現われないから  $p_0 = p_m$  となり有効応力は一定であることから、海底地盤には何ら影響をおよぼさない。ケース(b)の場合は、飽和砂の液状化現象と同様なメカニズムによるもので、土粒子骨格と間隙水の圧縮率の大幅な相違により、土粒子骨格のひずみとともに過剰間隙水圧が徐々に蓄積されていくものである。

実際の海洋構造物基礎地盤では、ケース(a)、(b)の現象により発生する過剰間隙水圧を重ね合わせたも

のが全過剰間隙水圧となる。図-9は、過剰間隙水圧の時間的な変化を概念的に示したもので、ケース(a)の現象により発生する過剰間隙水圧を変動間隙水圧、ケース(b)の現象による過剰間隙水圧を残留間隙水圧とよぶことにする。後者は、発生する過剰間隙水圧から消散する過剰間隙水圧を引いたもので、各波数において残留する間隙水圧のピーク値を示している。

## (2) 海底地盤中の変動間隙水圧

Putnam<sup>9)</sup>(1949)は、海底面上の変動水圧が微小振幅波理論で表されるとしたうえで、間隙水の非圧縮性、間隙水流のDarcy則、透水係数の等方性を仮定して、海底地盤中の流れがLaplaceの方程式により支配されることを示した。その後、Liu<sup>10)</sup>ら(1979)は、Putnamの解法にもとづき、地盤中に発生する変動間隙水圧を求めた。Sleath<sup>11)</sup>(1970)は、Putnamの解法において流れの異方性を考慮した式を提案している。以上の解析は間隙流体および土粒子の骨格の非圧縮性を仮定したものであり、実際の地盤に適用するにあたっては、これらの仮定が近似的に満たされるような地盤に対してのみ有効である。

Moshagen-Tørum<sup>12)</sup>(1975)は、間隙流体の圧縮性を考慮し、土粒子骨格の非圧縮性を仮定することによって、変動間隙水圧が熱伝導方程式により支配されることを示した。しかしながら、この解法は土粒子骨格の圧縮性を無視しているため、間隙水圧の減少速度が著しく大きくなり、粗粒土の場合をのぞいて、かなり非現実的な解を与えるといわれている(Prevost<sup>13)</sup>ら、1975)。

間隙水、間隙空気、土粒子骨格の圧縮性を考慮した研究は、大草<sup>14)</sup>ら(1975)、井上<sup>15)</sup>(1975)によって行われている。これらの研究は、海底地盤中の変動間隙水圧が圧密方程式により支配されることを示したものである。井上は、飽和度が90%前後の砂層において、変動間隙水圧が初期間隙水圧に比べ小さい場合には、変動間隙水圧の変動特性は、Biotの圧密理論により支配されることを室内実験

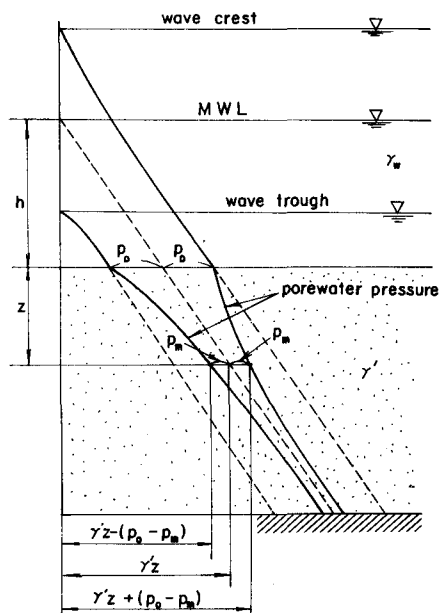


図-8 海面変動による地盤内間隙水圧の変動

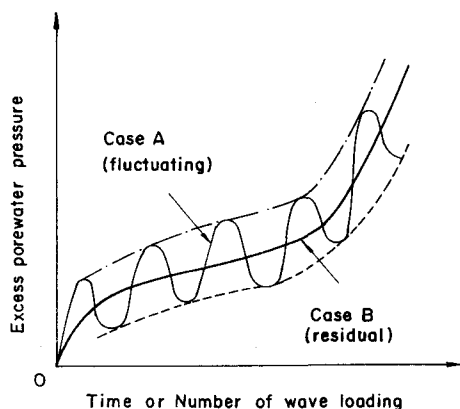


図-9 変動間隙水圧と残留間隙水圧

により検証している。

実際の海洋における波の伝播速度は2次元的事から、yamamoto<sup>16)</sup>(1977)は、Biot<sup>17)</sup>(1941)の圧密理論に基づいて平面ひずみ条件下における海底地盤中の間隙水圧、有効応力を解析的に求めた。Madsen<sup>18)</sup>(1978)は、Yamamotoと同様にBiotの圧密式を用いて解析をおこなっている。2次元問題では、Biotの式は、

$$k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = r_w n \beta \frac{\partial p}{\partial t} + r_w \frac{\partial (\epsilon_x + \epsilon_z)}{\partial t} \quad (2)$$

で与えられる。ここに、 $k_x, k_z, \epsilon_x, \epsilon_z$  は、 $x, z$  方向の透水係数およびひずみである。また、 $n$  は間隙率、 $\beta$  は水の圧縮率、 $r_w$  は水の単位体積重量である。

図-10は、室内実験により実測値と理論値の比較(Yamamoto, 1977)を行ったもので、地盤中の変動間隙水圧とその位相差について示したものである。図-10の実線はBiotの方程式、破線はMoshagen-Tørum が用いた熱伝導方程式、一点鎖線はPutnamの用いたLaplaceの方程式に基づく理論解である。図-10によると、地盤中の変動間隙水圧は、後者の二式よりもBiotの式で表されることがわかる。

構造物近傍における変動間隙水圧に関する研究には、海底地盤に敷設されたパイプライン基礎地盤の変動間隙水圧および応力を求めたもの(Mei<sup>19)</sup>ら、1981)やケーソン基礎地盤の破壊を取扱ったもの(Mynett<sup>20)</sup>ら、1982)。名合<sup>21),22)</sup>ら

(1982, 1984)は、2次元砂層地盤内の変動間隙水圧に関して室内実験および数値解析を行なっている。基本式はYamamotoと同様にBiotの圧密方程式を用いているが、複雑な境界条件に対応するために有限要素法を用いている。

石原<sup>23),24)</sup>(1983, 1984)は、微小振幅波による半無限弾性地盤中の主応力の連続的な回転を繰返しねじり三軸試験装置により再現し、海底地盤の波による液状化を解析している。

### (3) 変動間隙水圧による海底地盤の円形すべりの可能性

Henkel(1970)が示した波による海底地盤の円形すべり解析は、粘土地盤を対象にしたもので、全応力解析法が用いられている。一方、大草<sup>25)</sup>ら(1981)は、波による変動間隙水圧を考慮して、有効応力法による砂質地盤の円形すべり破壊の可能性の検討を行っている。解析方法は、Henkelと同様な円形すべり面を考えているが、有効応力法と全応力法という相違がある。解析の結果は、10mの波でも変動間隙水圧によって緩斜面の海底地盤のすべり破壊が引き起こされる可能性のあることを示している。

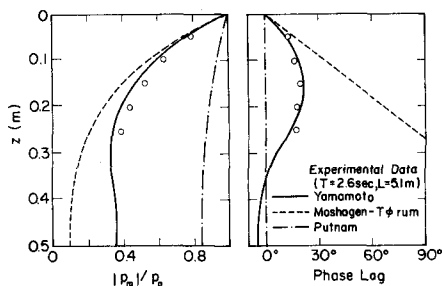


図-10 実験値と理論値の比較

## (4) Mohr - Coulomb の破壊基準による地盤の有効応力解析

地盤中に発生する波による変動間隙水圧によって、地盤中の応力状態が変化し、変動応力を含めた全有効応力が破壊規準に達したときに破壊が発生する。海底地盤中の応力状態を Mohr の応力円で示すと図-11 のようになる (Yamamoto<sup>16), 26)</sup>, 1977, 1981)。Mohr - Coulomb の破壊規準は、土の粘着力  $c'$ 、内部摩擦角  $\phi'$ 、破壊面の有効鉛直応力  $\sigma'_v$  とすると、

$$\tau_f = c' + \sigma'_v \cdot \tan \phi'_f \quad (3)$$

で与えられるから図-11のC点を通る Mohr の円の包絡線の横軸となす角を  $\psi(x, z, t)$  とすると、土要素の破壊は次式で定義される。

$$\psi(x, z, t) \geq \phi'_f \quad (4)$$

 $\psi$  は,  $\sigma'_x, \sigma'_z, \tau_{xz}, c'$  を用いて

$$\frac{\sigma'_x + \sigma'_z}{2} \sin \psi + c' \cos \psi = \left[ \left( \frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

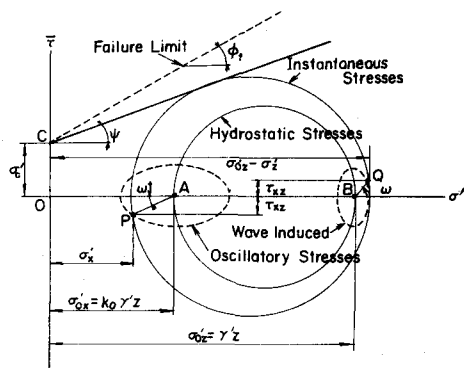


図-1.1 応力変動を表すモールの円

で求められるから、式(5)により地盤中の土要素の破壊を有効応力に基づき判定することができる。図-12は、前述のミシシッピ河口を襲ったハリケーン“Camilli”による波に対する $\psi$ を解析的に求めたものである。波浪条件は、波長 $L = 152.4\text{ m}$ 、周期 $T = 14\text{ 秒}$ 、波高 $H = 4.52\text{ m}$ 、水深 $h = 13.5\text{ m}$ 、海底面の変動水圧 $p_0 = 1.9\text{ tf/m}^2$ である。表層の内部摩擦角 $\phi_f$ を $25^\circ$ とすると、図-12において、地盤の破壊は深さ $12\text{ m}$ までおよぶことになる。このような結果から、ハリケーンによるプラットフォームやパイプラインの被災が、波により引き起こされた連続的な海底斜面の地すべりによるものと推定されている。

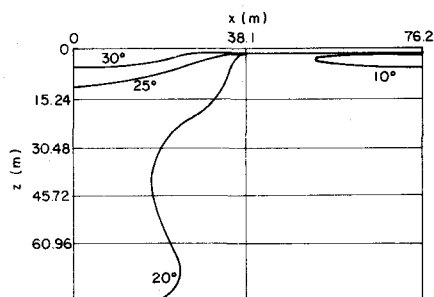


図-12 ミシシッピ河口海底粘土内の $\psi$ の分布

## 5. 波による海洋構造物基礎地盤の液状化

海洋の波は、その作用期間が長時間に及ぶこと、周期が10秒前後と長いこと、最大波にいたるまでに多くの波の作用を受けることなどの点において地震の場合とは著しく異なっているが、Lee<sup>27)</sup>ら（1975）による波の作用を受ける海洋構造物基礎地盤の液状化の研究は、地震による液状化の検討に用いられている方法とほぼ同様な手法を用いたもので、実際の波によって水平地盤面に発生するせん断応力と室内試験で得られる液状化強度を比較して液状化の可能性を調べたものである。海底地盤中のせ

せん断応力については、種々の波に対する波力を用いて計算された水平面における平均繰返しせん断応力比をもとに、最大値をあたえるタンク直下におけるピーク応力が用いられている。この場合、100年確率波に相当する海底地盤中のせん断応力比は0.397となっている。図-13の実線は、最大波高を含む5000, 1000, 500, 100, 10波からなる予想波群を対象に、各波群ごとに等価換算波数の考えを用いて求めたせん断応力比と液状化波数の関係である。図-13の実線の意味は、たとえば波数5000波の不規則な波群を、地盤の液状化を基準として規則的な波に換算したものであるから、海底地盤中のせん断応力比 $\tau_p/\sigma_n$ が波高と一対一に対応するという前提にたてば、図-13の実線は不規則波に換算したときの波高と波数の関係を表すことになる。したがって、図-13の $0.2N_g$ は、各波群中の波数 $N_g$ のうち大きいものから1/5をとったときの平均波高 $H_{1/5}$ （この仮想的な波に対応する海底地盤中の $\tau_p/\sigma_n$ ）に、 $0.5N_g$ は、1/2をとったときの平均波高 $H_{1/2}$ に相当する。図-13の各実線から、地盤の液状化を引き起こす無数の規則波が考えられ、不規則波をどのような規則的な波に換算すべきか明確な基準はなく、Leeらの研究では換算波数を $0.2 \sim 0.5 N_g$ の間の値としている。これらは、上述のように $H_{1/5} \sim H_{1/2}$ の波に相当し、水工学の分野で広く用いられている有義波高 $H_{1/3}$ がこの範囲内にあることを考えると物理的意味の不明確さは存在するものの興味深い。また、100年確率波の1波に対するせん断応力比は0.397であることから、海底地盤が液状化に対して安全であるためには、室内実験で得られる液状化強度は、液状化波数1波において少なくとも0.397以上でなくてはならない。以上のことを念頭において図-13の破線をみると、この破線は想定される色々な不規則波群を近似的に有義波に換算したものを連続的に結んだものであることがわかる。したがって、現地から採取された砂を用いて規則波による振動三軸試験を行った結果が破線よりも上側にあれば地盤は液状化に対して安全であることになる。図-14は、Ekofisk 砂の室内実験結果を示したもので、原地盤における相対密度100%の場合には十分液状化に対して安全であることがわかる。図-15は、Ekofisk Tank 設置後、

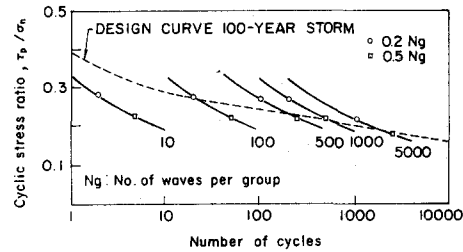


図-13 100年確率波に対する設計曲線

約4か月後の最初の嵐により測定された間隙水圧比を示す(Clausen<sup>28)</sup>, 1975; Lee<sup>29)</sup>, 1976)。このときの最大波高は設計波高の約70%で16.5m、有義波高は10~11m、波の継続時間は12時間以上であった。測定された間隙水圧比は0.01~0.15で、液状化を引き起こす間隙水圧比1.0に比較してかなり小さな値であり、Ekofisk Tankには全く

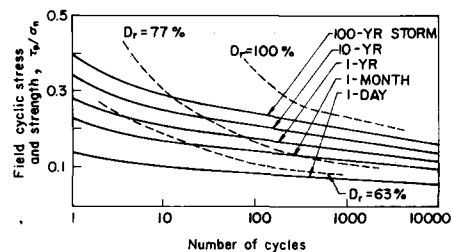


図-14 繰返しせん断強度と発生せん断応力の比較

被害がみられなかったと報告されている (Lee, 1976)。

長期間にわたる波の繰返し過程における海底地盤中の残留間隙水圧の時間的な変化について Rahman<sup>30)</sup>ら (1978) は、地盤中に発生した過剰間隙水圧の消散を考慮した3次元の有限要素解析を行っている。図-16は、解析に用いられた設計波高および等価換算波高を示している。海底地盤中に発生する過剰間隙水圧  $u_g$  は、非排水条件における室内試験の結果から経験的に次式で与えられるとしている。

$$u_g = \frac{2 \sigma'_{vo}}{\pi} \arcsin (N/N_t)^{\frac{1}{2\theta}} \quad (6)$$

ここに、 $\sigma'_{vo}$  ; 初期拘束圧,  $N, N_t$  ; 繰返し波数および液状化波数,  $\theta$  ; 実験定数 ( $\theta = 0.7$ ) である。等価換算波に対する海底地盤中の  $\tau_p / \sigma'_{vo}$  が求まると、その応力比に対する液状化波数  $N_t$  は原地盤の砂を用いて室内試験から測定されるので、ある任意の波数  $N$  に対して発生する過剰間隙水圧は、式(6)を用いて簡単に予測される。式(6)は、非排水条件下における要素試験の結果を整理したものであるが、過剰間隙水圧の消散を考慮した場合の海底地盤中の残留間隙水圧については、間隙水の流れが Darcy の法則にしたがうものとして次式で与えられている。

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{k_r}{r_w} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_z}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (7)$$

上式は、既に述べた圧密方程式と同形であるが、発生過剰間隙水圧の増分  $\partial u_g / \partial t$  を式の中に含んでいる。  $\partial u_g / \partial t$  は、式(6)を微分して、

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{vo}}{\theta \pi t_D} \left( \frac{N}{N_t} \right) \frac{1}{\sin^{2\theta-1} \left( \frac{\pi}{2} r_u \right) \cos \left( \frac{\pi}{2} r_u \right)} \quad (8)$$

で与えられる。ここに、 $t_D$  は等価換算波の継続時間,  $r_u$  は  $n_g / \sigma'_{vo}$  である。図-17は、間隙水圧比の時間的な変化を示したものであるが、実線で示される間隙水圧の消散を考慮した結果と、破線で示され

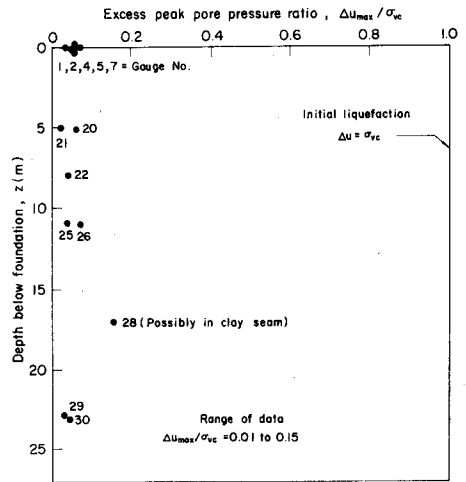


図-15 1973年11月6日の嵐による Ekofisk Tank 基礎地盤中の過剰間隙水圧

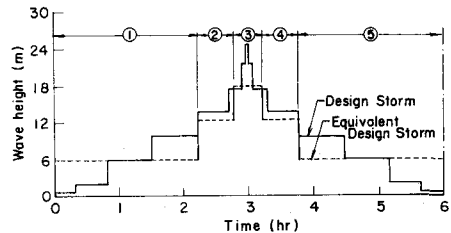


図-16 設計波高と等価設計波高

る非排水条件下での解析結果とは著しい相違がみられ、過剰間隙水圧の消散を考慮すると液状化発生の可能性が極めて小さくなることがわかる。また、図-18は、間隙水圧比の地盤内分布を示すもので、タンク端部においてその最大値が現れている。

## 6. 被災防波堤の液状化に関する模型実験と解析例

1976年10月29日の異常波浪により、新潟港において建設中の防波堤に甚大な被害が発生した。

図-19は、新潟西港第二防波堤の被災後の断面変化を示したもので、ケーソンの移動状況からみて明らかに基礎地盤の円形すべりが発生しているものと推定された。被災の直接の原因となった波浪の状況は、同港の観測点（水深-2.3m）における最大波高が10m、そのときの周期は13.5秒、有義波高6.72m、有義波周期13.6秒で、10月29日22時に波高のピークが現れている。波の変形を考慮した換算沖波波高は7.07mであった。被災後の土質調査結果によると、この地区の土質状況は非常に複雑な地層構成になっており、図-20に示すように薄い砂層とサンドシームをはさむシルト層との互層になっている。このような地盤上に建設された防波堤に対して波力が作用する場合、シルト層の存在によって、従来、排水状態として取り扱われていた砂層が必ずしも排水条件を満足しなくなり、波の繰返しによって過剰間隙水圧が地盤中に蓄積することが

予想され、間隙水圧の上昇により地盤中の有効応力が減少し、排水状態と仮定したときと同じせん断強度が期待できなくなる。このような考えのもとで、被災防波堤基礎地盤をモデル化し、1/30の縮尺で模型実験を行ない、波による地盤の液状化を再現してみた（梅原<sup>31)</sup>ら、1978）。図-21は、用いた実験装置を、図-22は、実験条件を示している。図-23は、図-22に示した模型地盤中の各ケースにおける間隙水圧比と波数の関係を示したもので、周期の短い場合には、間隙水圧比が大きく、また、砂層が粘土層に完全にはさまれた場合には、間隙水圧比は非常に高い値を示している。間隙水圧比のピーク値を各ケースについて求めると図-24のようになり、ケースNo.2、No.3のように

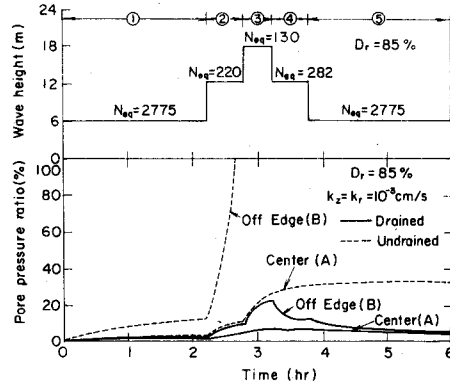


図-17 Ekofisk Tank 基礎地盤中の  
残留間隙水圧（相対密度85%）

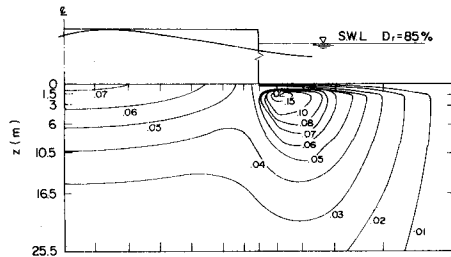


図-18 ピーク波高時（3.2時間後）  
の間隙水圧比

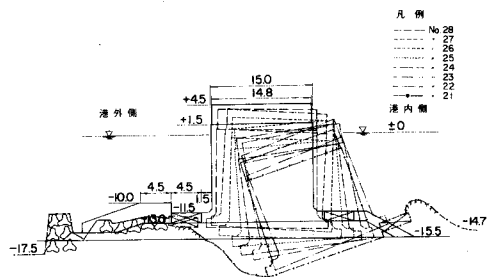


図-19 新潟西港第二西防波堤（B区間）  
被災断面比較図

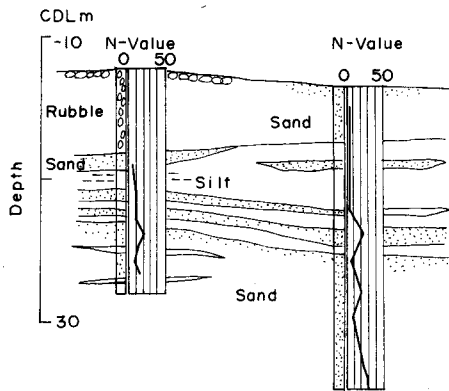


図-20 土質断面図

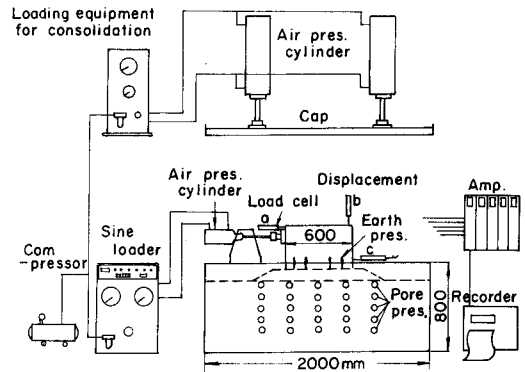


図-21 繰返し载荷模型実験装置

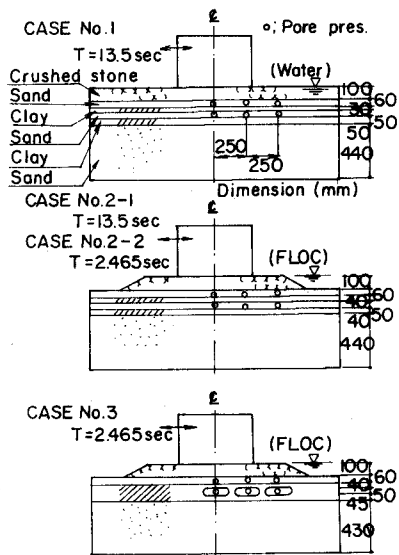


図-22 模型地盤のタイプ

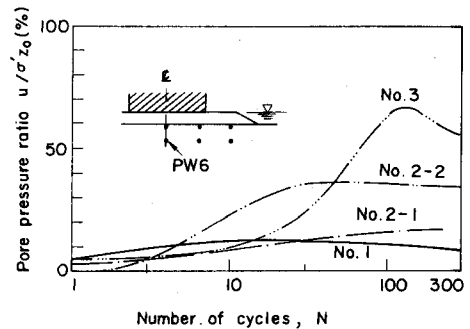


図-23(a) 間隙水圧比と波数 (pw-6)

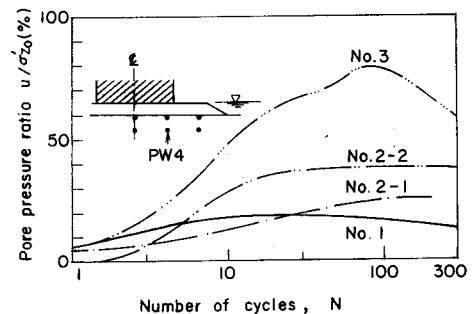


図-23(b) 間隙水圧比と波数 (pw-4)

排水状態が良くない場合には、局部的に液状化ないしは液状化に近い状態を生じていることがわかる。

図-25は、間隙水圧の消散を考慮して求めた間隙水圧と波数の関係の解析値と実測値を示したもので

ある(善<sup>32)</sup>, 1984a)。解析では、Rahman らと同様に式(7)を適用しているが、発生する間隙水圧の推定にはEndochronic 理論にもとづく方法を採用している(善<sup>33)</sup>, 1984b)。この方法によると、既出の式(8)は次式で表される。

| CASE   | Saturated solution    | T (sec.) | Max. pore pressure<br>$U_{max}$ (gf/cm <sup>2</sup> ) | Max. pore pressure ratio   |                            |
|--------|-----------------------|----------|-------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
|        |                       |          |                                                       | $U_{max}/\sigma'_{z1}$ (%) | $U_{max}/\sigma'_{z0}$ (%) |
| No.1   | Water                 | 13.5     |                                                       |                            |                            |
| No.2-1 | FLOC (KOHNAN) (ZH860) | 13.5     |                                                       |                            |                            |
| No.2-2 | FLOC                  | 2465     |                                                       |                            |                            |
| No.3   | FLOC                  | 2465     |                                                       |                            |                            |

図-2 4 最大間隙水圧およびその有効上載圧に対する比

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{mo} (A/B) (2rBe^{\lambda r})}{1 + 2rNB e^{\lambda r}} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (9)$$

ここに、 $N$ は波数、 $r$ はせん断ひずみ、 $A$ 、 $B$ 、 $\lambda$ は実験定数である。

図-2 6は、間隙水圧分布の実測値と解析値を示しているが、サンドシームを中心に間隙水圧が大きくなっていることがわかる。次に、実際に被災した防波堤を対象に、上記と同様な手法を用いて解析を行ってみる。図-2 7は、地盤の有限要素分割モデルを、図-2 8は、入力した波高、波数、周期およびモデル地盤中のせん断ひずみと間隙水圧比を示したものである。ケーソンに作用する波としては、波浪観測記録から得られた有義波を用いており、この波が、各2時間継続しているものとして解析を行っている。図-2 8では、要素番号80、90、208

についての結果を示しているが、要素番号90の位置における間隙水圧比が他の位置に比較して大きく0.6以上となっている。この傾向は、模型実験結果と同様であり、捨石法先周辺において液状化の危険性が高いことを示唆するものである。本解析では、必ずしも地盤の液状化が発生したとは考えられな

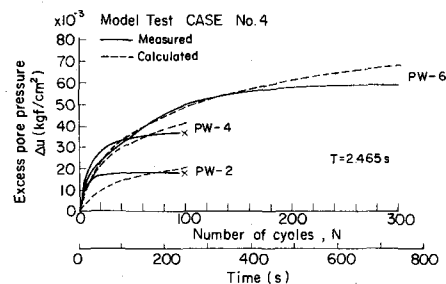


図-2 5 間隙水圧と波数の関係の実測値と解析値

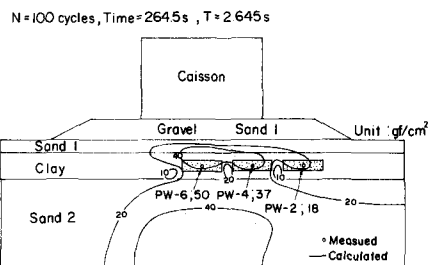


図-2 6 間隙水圧分布の実測値と解析値  
( $N = 100$  波, 周期  $T = 2.645$  秒)

いが、室内要素試験では間隙水圧比が0.6を越えたあたりからひずみが急増することがわかっている(梅原<sup>34)</sup>ら、1976)。また、砂層中の残留間隙水圧は場所的にかかなりの大きさになっており、この場合に発揮される地盤のせん断強度は、完全な排水状態を仮定し、地盤中の間隙水圧を0とした場合に比べ小さくなる。したがって、地盤中の間隙水圧を考慮して円形すべり解析を行ってみると、波の繰返しを考慮した場合の安全率は、図-29に示すように静的な解析に比較して小さくなる。また、図-30は、解析による円形すべり線と、被災後のすべり形状を比較したものである。図-30のケーソンの断面は、必ずしも単一のケーソンの移動状況を示したものではないが、円形すべりにより破壊した状況を良く表しているものと考えられる。これらの破壊状況と計算結果を比較してみると、安全率が0.98となる円形すべり線と実際のすべり状況がほぼ同じ形状になることがわかる。

## 7. あとがき

本稿では波と海底地盤の相互作用について、主として波の繰返しを考慮した場合の地盤の挙動について紹介した。いくつかの報告は、まだ研究の途上にあると思われるものも含まれており、今後に残された問題も多い。たとえば、研究から実際の現場への応用へ至るまでのギャップを埋めるための現場における観測などは今後精力的に進められるべきであろう。なお、ここで述べている以外にも多くの貴重な研究も存在するが、紙面の都合で割愛せざるを得なかった。この点については別の機会に譲りたい。

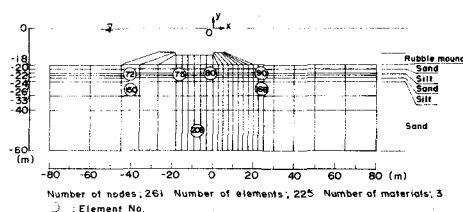


図-27 地盤の有限要素分割

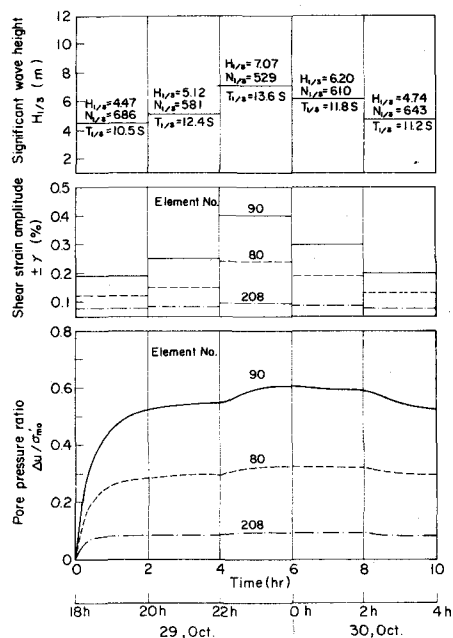


図-28 有義波による地盤中の間隙水圧比

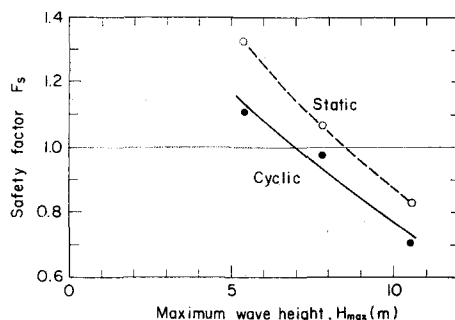


図-29 波高と安全率

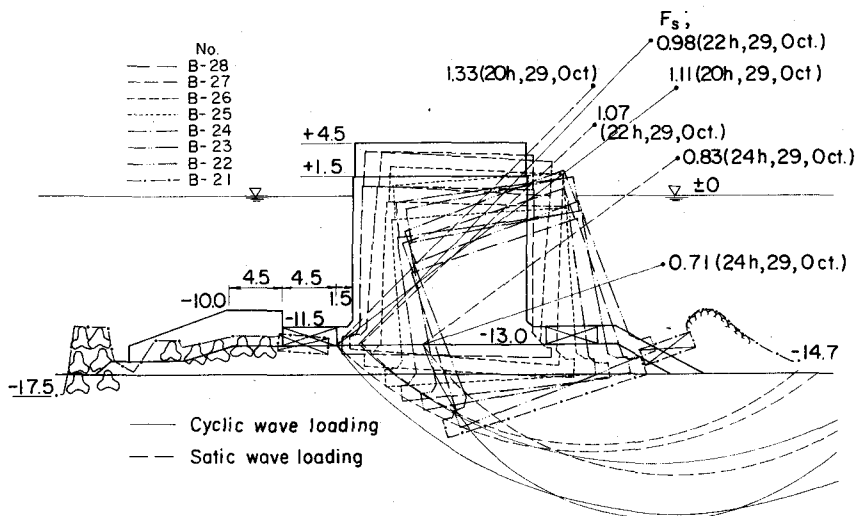


図-30 被災断面とすべり面

### 参 考 文 献

- 1) Henkel, D. J. (1970) : "The Role of Waves in Causing Submarine Landslides", Géotechnique 20, No. 1, pp. 75 - 80.
- 2) Terzaghi, K. (1956) : "Varieties of submarine slope failures", Norwegian Geotechnical Institute Publication, No. 25, pp. 1 - 16.
- 3) Wright, S. G. and R. S. Dunham (1972) : "Bottom stability under wave induced loading", Proceedings of the 4th Offshore Technology Conference, 1603, pp. 853 - 862.
- 4) Bea, R. G. and Arnold, P. (1973) : "Movements and forces developed by wave-induced slide in soft clays", Proceedings of the 5th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, pp. 731 - 742.
- 5) 山内豊聡, 後藤恵之輔, 虎石龍彦 (1977 a) : 傾斜防波堤の波圧に対する静的・動的性状について, 土木学会西部研究発表会講演集, pp. 87 - 88.
- 6) 虎石龍彦, 山内豊聡, 後藤恵之輔 (1977 b) : 傾斜防波堤の波圧に対する静的・動的性状について, 第32回年次学術講演会講演概要集, 第3部, 土木学会, pp. 281 - 282.
- 7) Harlow, E. H. (1980) : "Large rubble-mound breakwater failures", Journal of the Waterways, Port, Coastal and Ocean Division, A S C E, Vol. 106, No. WW 2.
- 8) Costa, F. V. (1983) : "Armour liquefaction as a possible cause of recent accidents in large breakwaters", The Dock & Harbour Authority, No. 750.

- 9) Putnam, J. A. (1949) : "Loss of Wave Energy Due to Percolation in a Permeable Sea Bottom", Transactions, American Geophysical Union, Vol. 30, pp. 349 - 356.
- 10) Liu, P. L. F., Timothy, P. and O'Donnell (1979) : "Wave Induced Forces on Buried Pipelines in Permeable Seabeds", Proceedings of the 4th Conference on Civil Engineering in the Oceans, San Francisco, Calif., pp. 111 - 121.
- 11) Sleath, J. F. A. (1970) : "Wave-Induced Pressures in Beds of Sand", Journal of the Hydraulics Division, A S C E, Vol. 96, No. HY 2, pp. 367 - 378.
- 12) Moshagen, H., and Tørum, A. (1975) : "Wave induced Pressures in Permeable Seabeds", Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering, A S C E, Vol. 101, No. WW 1, pp. 49 - 58.
- 13) Prévost, J. H., Eide, O. and Anderson, K. (1975) : "Wave induced pressures in permeable seabeds(Discussion)", Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering, A S C E, Vol. 101, No. WW 4, pp. 643 - 465.
- 14) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1975) : 波による海底地盤中の間隙水圧の変化 I (実験), 第 10 回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp. 643 - 646.
- 15) 井上令作 (1975) : 飽和度の高い砂層における間隙水圧の伝ば, 土木学会論文報告集, 第 236 号, pp. 81 - 92.
- 16) Yamamoto, T. (1977) : "Wave Induced Instability in Seabeds", Proceedings of the A S C E Spec. Conference, Coastal Sediments, pp. 898 - 948.
- 17) Biot, M. A. (1941) : "General Theory of Three-Dimensional Consolidation", Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 155 - 164.
- 18) Madsen, O. S. (1978) : "Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed", Géotechnique 28, No. 4, pp. 377 - 393.
- 19) Mei, C. C. and Foda, M. (1981) : "Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic sea bed", Géotechnique 31, No. 4, pp. 509 - 517.
- 20) Mynett, A. E. and May, C. C. (1982) : "Wave-induced stresses in a saturated poro-elastic sea bed beneath a rectangular caisson", Géotechnique 32, No. 3, pp. 235 - 247.
- 21) 名合宏之 (1982) : 砂層内水圧変動と液状化, 水工学シリーズ 82-A-9, 土木学会水理委員会, pp. A-9-1 ~ A-9-15.
- 22) 名合宏之他 (1984) : 変動水圧による砂層の液状化と局所洗掘防止に関する研究, 文部省科学研究費・自然災害特別研究 (1) 研究成果報告書.
- 23) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1983) : "Wave-induced liquefaction in seabed

- deposits of sand", Proceedings of the Intl. Sympo. on Seabed Mechanics, IUTAM, pp. 139-148.
- 24) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984) : "Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 85-100.
- 25) 大草重康, 吉村 貢 (1981) : 波による海底の地すべりの可能性, 東海大学紀要海洋学部, 第14号, pp. 227-234.
- 26) Yamamoto, T. (1981) : "Wave Induced Pore Pressures and Effective Stresses in Inhomogeneous Seabed Foundations", Ocean Engineering, Vol. 8, pp. 1-16.
- 27) Lee, K. L. and Focht, J. A. (1975a) : "Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea", Journal of the Geotechnical Engineering Division, A S C E, Vol. 101, No. G T 1, pp. 1-18.
- 28) Clausen, C. J. E., DiBagio, E., Duncan, J. M., and Andersen, K. H. (1975) : "Observed Behavior of the Ekofisk Oil Storage Tank Foundation", Proceedings of the 7th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 3, pp. 399-413.
- 29) Lee, K. L. (1976) : "Predicted and measured pore pressures in the Ekofisk Tank Foundation", Proceedings of the 1st International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Vol. 2, pp. 384-398.
- 30) Rahman, M. S., Seed, H. B. and Booker, J. R. (1978) : "Pore Pressure Development Under Offshore Gravity Structures", Journal of the Geotechnical Engineering Division, A S C E, Vol. 103, No. G T 12, pp. 1419-1436.
- 31) 梅原靖文, 善 功企, 小黒良則 (1979) : 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp. 1317-1320.
- 32) 善 功企 (1984a) : 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77-133.
- 33) 善 功企 (1984b) : 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する型究 (第1報), 港研報告, 第23巻, 第2号, pp. 181-206.
- 34) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二 (1976) : 振動三軸試験による飽和砂の液状化特性, 港研報告, 第15巻, 第4号, pp. 49-74.